

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ,  
МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ  
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ  
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**  
до практичних занять  
з дисципліни

**«РЕКОНСТРУКЦІЯ ТА ЗМІЦНЕННЯ  
БУДІВЕЛЬ»**

*(для студентів 5 курсу денної і 6 курсу заочної форм навчання  
та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010101,  
8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво»)*



**Харків  
ХНАМГ  
2012**

Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни «Реконструкція та зміцнення будівель» (для студентів 5 курсу денної і 6 курсу заочної форм навчання та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010101, 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво») / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.: О. І. Лугченко, О. Ю. Кулаков. – Х.: ХНАМГ, 2012. – 40 с.

Укладачі: О. І. Лугченко,  
О. Ю. Кулаков

Рецензент: к.т.н., доц. Н. О. Псурцева

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,  
протокол № 2 від 21.09.2012 р.

## ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ

Методичні вказівки складені для студентів 5 курсу денної форми навчання, 6 курсу заочної форми навчання та слухачів факультету післядипломної освіти спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» з урахуванням навчального плану.

У вказівках викладена методика основних розрахунків та конструювання підсилення залізобетонних, кам'яних та металевих елементів будівель.

### Практичне заняття № 1

#### *Розрахунок та конструювання підсилення залізобетонних колон промислових та цивільних будівель наросуванням площі перерізу*

Колона з поперечним перерізом розмірами  $h = 0,7$  м;  $b = 0,35$  м армована стиснутою  $A'_s = 6,3$  см<sup>2</sup> (2020 А-I) і розтягнутою арматурою  $A_s = 37,0$  см<sup>2</sup> (6Ø28 А-I) ( $R_s = R_{sc} = 225$  МПа) виконана з бетону класу В15 ( $R_b = 8,5$  МПа). Після реконструкції на колону буде діяти: поздовжня сила  $N = 400$  кН та згинальний момент  $M = 600$  кН·м. Необхідно підсилити колону наросуванням.

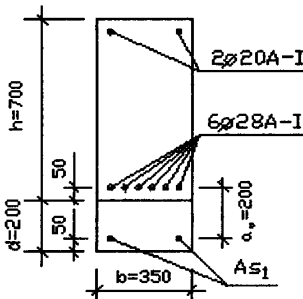


Рис. 1. Підсилення колони в розтягнутій зоні

Задаємося товщиною наросування  $d = 0,2$  м при  $a_0 = 0,2$  м (див. рис. 1). Висота наросеного перерізу:

$$h_1 = h + d = 0,7 + 0,2 = 0,9.$$

Ексцентриситет дії нормальної сили

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{600}{400} = 1,5 \text{ м.}$$

Визначаємо значення ексцентриситету  $e$ :

$$e = 0,5h_1 + e_0 - a = 0,5 \cdot 0,9 + 1,5 - 0,05 = 1,901 \text{ м.}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= Ne - A'_s R_{sc} (h_0 - a' + a_0) + A_s R_s a_0 = \\ &= 400 \cdot 1,901 - 6,3 \cdot 10^{-4} \cdot 225 \cdot 10^3 \cdot (0,65 - 0,05 + 0,2) + 37,0 \cdot 10^{-4} \times \\ &\quad \times 225 \cdot 10^3 \cdot 0,2 = 813,1 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Коефіцієнт  $\alpha_m$  знаходимо за формулою

$$\alpha_m = \frac{M_1}{b \cdot (h_0 + a_0)^2 \cdot R_b} =$$

$$= \frac{813,1}{0,35 \cdot (0,65 + 0,20)^2 \cdot 8,55 \cdot 10^3} = 0,378 < \alpha_m = 0,439 ,$$

тобто має місце випадок відносно великих ексцентриситетів. При цьому  $\xi = 0,748$ .

$$A_{s2} = \frac{M_1}{\xi \cdot (h_0 + a_0) \cdot R_s} =$$

$$= \frac{813,1}{0,748 \cdot 0,85 \cdot 225 \cdot 10^{-3}} = 5,684 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 56,84 \text{ см}^2.$$

Визначаємо необхідну площу арматури підсилення.

$$A_{s1} = A'_s \cdot \frac{R_{sc}}{R_s} + A_{s2} - A_s - \frac{N}{R_s} =$$

$$= 6,3 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{225 \cdot 10^3}{225 \cdot 10^3} + 56,84 \cdot 10^{-4} - 37,0 \cdot 10^{-4} - \frac{400}{225 \cdot 10^3} =$$

$$= 8,36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 8,36 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø25 А-I ( $A_s = 9,82 \text{ см}^2$ ). Визначаємо висоту стиснутої зони бетону

$$x = \frac{N - A_s R_{sc} + A_s R_s + A_{s1} R_s}{b R_b} =$$

$$= \frac{400 - 6,3 \cdot 10^{-4} \cdot 225 \cdot 10^3 + 37,0 \cdot 10^{-4} \cdot 225 \cdot 10^3 + 9,82 \cdot 10^{-4} \cdot 225 \cdot 10^{-4} \cdot 225 \cdot 10^3}{0,35 \cdot 8,5 \cdot 10^3} = 0,441 \text{ м}$$

Оскільки  $0,5(h_1 - x) = 0,5 \cdot (0,9 - 0,441) = 0,23 \text{ м} > a_0 = 0,20 \text{ м}$ , то вище-наведені вирази правомірні.

## Практичне заняття № 2

### *Розрахунок та конструювання підсилення позацентровано навантажених колон цивільних будівель за допомогою сталевих обойми*

У цивільному будинку, що надбудовується, необхідно підсилити внутрішній цегляний стовп перерізом 64х64 см. Цегла – глиняна пластичного пресування марки М75, розчин марки – М25. Розрахунко-

ва висота стовпа відповідає висоті поверху та дорівнює 2,8 м. Кладка пошкоджень не має. Після реконструкції на стовп діятиме поздовжнє зусилля  $N = 800$  кН, прикладене з ексцентриситетом  $e = 5$  см.

З архітектурних міркувань підсилення стовпа доцільно провести за допомогою сталевих обойми, що включається в роботу безпосередньою передачею зусиль зразу після її встановлення.

Для прийнятих вихідних даних: характеристики кладки –  $\gamma_k = 1$ ,  $m_g = 1$ ,  $R = 1,1$  МПа,  $\alpha = 1000$ ; розрахунковий опір поздовжньої  $R_s = 225 \cdot 0,85 = 190$  МПа й поперечної арматури  $R_{sw} = 175 \cdot 0,8 = 140$  МПа (тут 0,85 та 0,8 – коефіцієнти умов роботи відповідно поздовжньої та поперечної арматури (кутиків і штаб) у складі сталевих обойми).

Коефіцієнти, що враховують позацентрове прикладання стискаючого зусилля:

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 0,05}{0,64} = 0,844 ;$$

$$\psi = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 0,05}{0,64} = 0,688 .$$

Висота стисненої зони кам'яної кладки

$$\eta = h - 2e_0 = 0,64 - 2 \cdot 0,05 = 0,54 \text{ м.}$$

При гнучкості за висотою перерізу для всієї кладки  $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{2,8}{0,64} = 4,4$  та її стиснутої частини  $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{2,8}{0,54} = 5,2$  коефіцієнти поздовжнього згину будуть дорівнювати  $\varphi = 0,992$  і  $\varphi_c = 0,978$ .

При цьому

$$\varphi_1 = 0,5 \cdot (\varphi + \varphi_c) = 0,5 \cdot (0,992 + 0,978) = 0,985.$$

Вертикальні елементи обойми приймаємо із чотирьох кутиків 4L50x5 мм ( $A'_s = 19,2 \cdot 10^4 \text{ м}^2 = 19,2 \text{ см}^2$ ).

Знаходимо складову поздовжньої сили, яка повинна сприйматися поперечними штабами:

$$\begin{aligned} N_{abm} &= \frac{N}{\psi \varphi m_g} - \gamma_k R A - R_{sa} A'_s = \\ &= \frac{800}{0,844 \cdot 0,985 \cdot 1} - 1 \cdot 1100 \cdot 0,64^2 - 190 \cdot 10^3 \cdot 19,2 \cdot 10^{-4} = 146,9 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Необхідний відсоток поперечного армування одержуємо, розв'язавши рівняння відносно  $\mu$

$$N_{adm} = m_g \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \frac{R_s}{100} A;$$

$$146,9 = 0,688 \cdot \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \frac{140000}{100} \cdot 0,64^2.$$

Крок поперечних штаб приймаємо  $s = 0,5$  м, тоді знаходимо необхідну площу поперечного перерізу штаби:

$$A'_s = \frac{\mu h b s}{2 \cdot 100 \cdot (h + b)} = \frac{0,24 \cdot 0,64 \cdot 0,64 \cdot 0,50}{2 \cdot 100 \cdot (0,64 + 0,64)} = 1,92 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо штабу перерізом  $50 \times 4$  мм ( $A'_s = 2,0 \text{ см}^2$ ).

### Практичне заняття № 3

#### ***Розрахунок та конструювання підсилення центрально навантажених колон будівель у вигляді армоштукатурної обойми***

Центрально завантажений стовп поперечним перерізом  $0,79 \times 0,79$  м викладений із природних пиляних каменів марки М50 розмірами  $39 \times 19 \times 18,5$  см на розчині марки М 25.

У процесі експлуатації стовп зазнав пошкодження у вигляді тріщин, що перетинають до 4 рядів кладки, та потребує підсилення. Розрахункова поздовжня сила  $N = 750$  кН. Розрахункова довжина стовпа  $l_0 = H = 5$  м. Підсилення виконати у вигляді армоштукатурної обойми товщиною 3 см із цементного розчину марки М75.

При заданих умовах:  $\gamma_k = 1$ ,  $\psi = 1$ ,  $\eta = 1$ ,  $m_g = 1$ ,  $R = 1,2$  МПа,  $\alpha = 1000$ ;  $R_{sw} = 175 \times 0,8 = 140$  МПа (тут 0,8 – коефіцієнт умов роботи поперечної арматури у складі обойми). Площа поперечного перерізу стовпа

$$A = 0,79 \cdot 0,79 = 0,6241 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2.$$

При

$$\lambda_n = \frac{l_0}{h} = \frac{5,0}{0,79 \cdot 6,33} \quad \varphi = 0,953.$$

Підставивши числові значення у вираз (2.3), маємо:

$$750 = 1 \cdot 0,953 \cdot \left( 0,75 \cdot 1200 + 1 \cdot \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \frac{140 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 0,6241,$$

звідки  $\mu = 0,11\%$ .

Приймаємо найменший діаметр арматури класу А-I ( $\varnothing 6$ ) із площею перерізу одного стрижня  $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$ .

Крок робочих (поперечних) стрижнів в армоштукатурній обоймі визначаємо із виразу (2.6):

$$s = \frac{2A_{sw}(h+b)}{hb\mu} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 0,283 \cdot 10^{-4} \cdot (0,79 + 0,79)}{0,79 \cdot 0,79 \cdot 0,11} \cdot 100 = 0,13 \text{ м.}$$

Приймаємо 0,1 м. Поздовжні стрижні в роботі із сприймання поперечної сили участі не беруть і призначаються конструктивно – 8 $\varnothing 8$  А-I.

## Практичне заняття № 4

### *Відновлення несучої здатності залізобетонних ребристих плит покриття та перекриття*

Залізобетонна ребриста плита покриття розміром 3х6 м (серія 1.865.1 вип. 1.2) сприймає повне навантаження 2,0 кПа. Власна вага панелі – 22,5 кН. У результаті механічного удару було повністю зруйноване поздовжнє ребро панелі. Необхідно відновити несучу здатність конструкції без її демонтажу.

Оскільки висота поперечних і торцевих ребер панелі однакова й дорівнює 150 мм, а висота поздовжнього ребра – 250 мм, то підсилення конструкції виконуємо шляхом підведення під поперечні ребра панелі безпосередньо біля зруйнованого поздовжнього ребра металевого двотавра так, щоб він обпирався на балку покриття. Визначаємо номер двотавра.

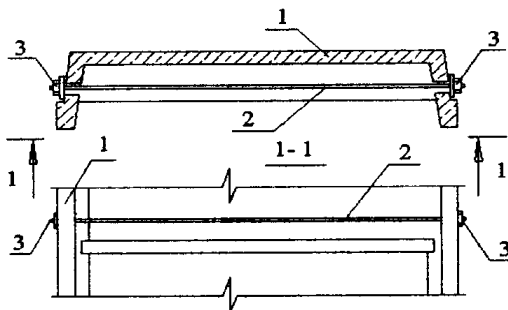


Рис. 2. Улаштування затяжок на поперечних ребрах:

1 – ребриста плита; 2 – попередньо напружена затяжка;

3 – гайка для натягування з шайбою

Розрахункове навантаження на поздовжнє ребро панелі складає

$$g = 2,0 \cdot 1,5 + 22,5 \cdot 1,1 \cdot \frac{0,95}{2 \cdot 6} = 4,96 \text{ кН.}$$

Оскільки поздовжнє ребро повністю зруйноване, то все навантаження передається безпосередньо на прокатний профіль. Розрахунковий згинальний момент по середині прольоту

$$M = \frac{gl^2}{8} = \frac{4,96 \cdot 5,91^2}{8} = 21,66 \text{ кНм.}$$

Приймаємо сталь ВСт кп 2-1 (ТУ 14-1-3023-80) із розрахунковим опором  $R_y = 235 \text{ МПа}$ .

Визначаємо необхідний момент опору:

$$W_{n,\min} = \frac{M}{R_y \gamma_c} = \frac{21,66}{235 \cdot 10^3 \cdot 1} = 9,22 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3 = 92,2 \text{ см}^3.$$

За сортаментом приймаємо І№ 16 (за ГОСТ 8339-72\*) ( $W = 109 \text{ см}^3$ ). Оскільки проміжок між верхом кроквяної балки та нижньою гранню торцевого ребра становить  $250 - 150 = 100 \text{ мм}$ , то на опорі металевій балці слід виконати підрізання (рис. 3.)

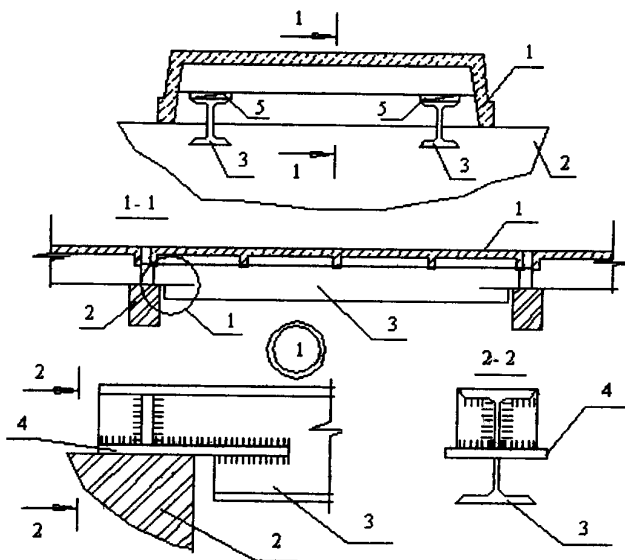


Рис. 3. Підсилення поздовжніх ребер прокатними балками з підрізами на опорах: 1 – плита, що підсилюється; 2 – опорна конструкція; 3 – балка підсилення; 4 – опорна пластина; 5 – пластини-клинці

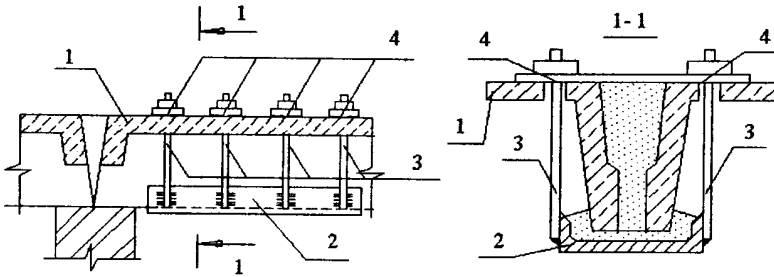


## Практичне заняття № 5

### *Виявлення резервів несучої здатності будівельних конструкцій. Визначення фактичних розрахункових навантажень та схем роботи конструкцій*

Залізобетонна збірна плита перекриття шириною 1,5 м покладена на горбильковий ригель (рис. 4). Повне навантаження (з урахуванням власної ваги) на 1 м<sup>2</sup> панелі дорівнює 12,0 кН/м<sup>2</sup>. У результаті помилок монтажу довжина площадки обпирання панелі складає лише 20 мм, що значно менше, ніж потрібно. Необхідно забезпечити надійну роботу вузла обпирання панелі на ригель.

Для збільшення площадки обпирання під панель підведемо кутик 112,5х10 (за ГОСТ 8509-72\*) (поз. 3 рис. 5). Через отвір у ньому, а також у швах між панелями пропустимо тяж (поз. 2), що приварений до пластини товщиною 12 мм. Пластину прикріпимо болтом (поз. 4) до панелі, яка розміщена по другий бік ригеля.



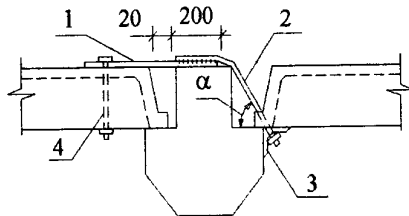
**Рис. 4. Установлення попередньо напружених хомутів:**

1 – плита, що підсилюється; 2 – швелер на цементному розчині;  
3 – поперечні хомути з гайками; 4 – металеві планки

Визначаємо необхідний діаметр тяжа. Опорна реакція панелі:

$$R_A = \frac{gl}{2} = \frac{12,0 \cdot 1,5 \cdot 5,65}{2} = 50,85 \text{ кН.}$$

Зусилля, що припадає на один тяж, нахилений до горизонтальної площини під кутом  $\alpha = 56^\circ$ :



**Рис. 5. Підсилення вузла обпирання панелі (до прикладу 2.10):**

1 – пластина; 2 – анкер; 3 – кутик;  
4 – болт із гайкою

$$N = \frac{R_A}{2 \sin \alpha} = \frac{50,85}{2 \cdot 0,829} = 30,67 \text{ кН.}$$

Розрахунковий опір сталі приймаємо  $R_s = 225 \text{ МПа}$ .

Необхідна площа поперечного перерізу тяжа

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{30,67}{225 \cdot 10^3} = 1,363 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,363 \text{ см}^2.$$

Приймаємо стрижень  $\varnothing 14 \text{ А-I}$  ( $A_s = 1,593 \text{ см}^2$ ).

## Практичне заняття № 6, № 7

### *Розрахунок та конструювання підсилення залізобетонних монолітних плит перекриття нарощуванням перерізу*

**Задача 1.** Залізобетонна монолітна плита (рис. 6) працює за балковою схемою, армована (на 1 м ширини)  $6\varnothing 8 \text{ А-I}$  ( $A_s = 3,02 \text{ см}^2$ ) і виготовлена із бетону класу В15 ( $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ ). Товщина плити – 8 см ( $h_0 = 6,5 \text{ см}$ ). У зв'язку зі збільшенням навантаження після реконструкції будинку (максимальний момент став дорівнювати 6,57 кНм) необхідне підсилення конструкції.

Бетон плити не просочений продуктами виробництва, поверхня її дає можливість отримати надійне зчеплення нового і старого бетону.

Для підсилення використовуємо бетон класу В15 (не нижче ніж клас існуючої конструкції) й арматуру класу А-I ( $R_s = 225 \text{ МПа}$ ).

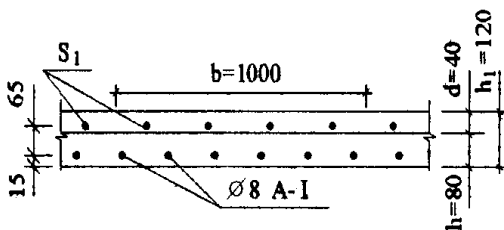


Рис. 6. Підсилення монолітної плити за наявності надійного зчеплення нового та старого бетону

Ураховуючи, що бетон нарощування має достатнє зчеплення зі старим бетоном, тобто два шари бетону працюють сумісно, із двох

рівнянь рівноваги можна визначити необхідну товщину шару  $d$ , що нарощується:

$$d = \frac{M}{A_s R_s} - h_0 + 0,5 \cdot \frac{A_s R_s}{b R_b} =$$

$$= \frac{6,57}{3,02 \cdot 10^{-4} \cdot 225 \cdot 10^3} - 0,065 + 0,5 \cdot \frac{3,02 \cdot 10^{-4} \cdot 225 \cdot 10^3}{1 \cdot 8,5 \cdot 10^3} =$$

$$= 0,36 \text{ м} = 3,6 \text{ см.}$$

Приймаємо  $d = 4 \text{ см}$ , що більше від мінімально допустимої товщини шару нарощування, яка дорівнює  $3 \text{ см}$ .

**Задача 2.** Монолітна залізобетонна плита перекриття працює за балковою схемою (рис. 7). Плита заармована (і в прольотах, і на опорах)  $6\varnothing 8 \text{ А-I}$  (на  $1 \text{ м}$  ширини), її висота  $h = 8 \text{ см}$ . Під час обстеження встановлено, що арматура гладенька і в результаті корозії має зменшення діаметра на  $30\%$ , механічного визначення міцності арматури не проводилося. Бетон плити перекриття (за даними неруйнівних випробувань) має міцність  $R_b = 6,0 \text{ МПа}$ .

Поверхня бетону піддавалась дії мінеральних масел, і забезпечити достатнє зчеплення старого та нового бетону неможливо. Навантаження на перекриття після реконструкції будівлі буде складати  $g = 10,4 \text{ МПа/м}^2$ . Відповідно до СНиП 2.03.01-84\* розрахунковий опір арматури розтягу приймаємо  $R_s = 155 \text{ МПа}$ . Фактичний діаметр робочої арматури  $d_s = 8 \cdot 0,7 = 5,6 \text{ мм}$ , а площа поперечного перерізу одного стрижня  $A_s = 0,246 \text{ см}^2$ .

Визначаємо несучу здатність існуючої плити перекриття. Робоча висота перерізу

$$h_0 = h - a - 0,5d_s = 80 - 10 - 0,5 \cdot 8 = 66 \text{ мм.}$$

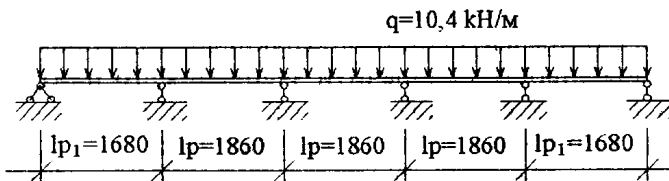


Рис. 7. Розрахункова схема плити

Відносна висота стиснутої зони бетону

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{155 \cdot 10^3 \cdot 1,476 \cdot 10^{-4}}{6 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 66 \cdot 10^{-3}} = 0,06.$$

При цьому  $\xi = 0,97$ , а згинальний момент, що може сприйняти переріз,

$$M = R_s A_s \xi h_0 = 155 \cdot 10^3 \cdot 1,476 \cdot 10^{-4} \cdot 0,97 \cdot 0,066 = 1,333 \text{ кНм.}$$

Під дією навантаження (на 1 м ширини)  $g = 10,4 \text{ кН/м}$  у перерізах плити будуть виникати такі згинальні моменти:

- у крайніх прольотах

$$M'_1 = \frac{g l_{p1}^2}{11} = \frac{10,4 \cdot 1,68^2}{11} = 2,668 \text{ кНм;}$$

- на других від краю опорах

$$M'_2 = -\frac{g l_p^2}{14} = -\frac{10,4 \cdot 1,86^2}{14} = -2,570 \text{ кНм;}$$

- у середніх прольотах і над середніми опорами

$$M'_3 = \pm \frac{g l_p^2}{16} = \pm \frac{10,4 \cdot 1,86^2}{16} = \pm 2,249 \text{ кНм.}$$

Оскільки  $M = 1,332 \text{ кНм} > M_{\max} = M_1 = 2,668 \text{ кНм}$ , то необхідне підсилення конструкції.

Підсилення монолітної плити виконаємо шляхом нарощування її. Через те, що між існуючою конструкцією та бетоном нарощування немає можливості забезпечити зчеплення, то плиту підсилення будемо розглядати як працюючу самостійно, а зусилля між плитами розподілимо пропорційно їх жорсткостям.

Визначаємо товщину плити, що нарощується. Позначимо момент, який припадає на плиту підсилення,  $M_4$ , а її товщину  $h_1$ . Виконаємо цю конструкцію із важкого бетону класу В15 ( $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ ,  $E_b = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ ). Міцність бетону плити, яка підсилюється,  $R_b = 6,0 \text{ МПа}$ , що відповідає класу В10 ( $E_b = 18 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ ).

Жорсткість існуючої плити перекриття (при визначенні жорсткості припускалось, що тріщини відсутні, а вплив арматури на момент інерції приведенного перерізу приймався пропорційним жорсткостям обох плит)

$$B = 0,85 \cdot E_b I = 0,85 \cdot E_b \cdot \frac{b h^3}{12},$$

а жорсткість плити підсилення

$$B_1 = 0,85 \cdot E_{b1} I = 0,85 \cdot E_{b1} \cdot \frac{bh_1^3}{12}.$$

Згинальні моменти розділимо пропорційно жорсткостям:

$$\frac{M_1}{M} = \frac{0,85 \cdot E_{b1} \cdot bh_1^3}{0,85 \cdot E_b \cdot bh^3} \cdot \frac{12}{12} = \frac{E_{b1} h_1^3}{E_b h^3}.$$

Оскільки

$$M_4 = M'_1 - M,$$

то можна записати

$$\frac{M - M_1}{M} = \frac{E_{b1} h_1^3}{E_b h^3},$$

а звідси визначаємо необхідну товщину плити підсилення:

$$h_1 = \sqrt[3]{\frac{(M_1 - M) \cdot E_b h^3}{ME_{b1}}} =$$

$$= \sqrt[3]{\frac{(2,668 - 1,332) \cdot 18 \cdot 10^6 \cdot 0,08^3}{1,332 \cdot 23 \cdot 10^6}} = 0,074 \text{ м.}$$

Приймаємо  $h_1 = 0,08$  м, що більше від мінімально допустимого 0,05 м. Визначаємо необхідну кількість арматури в перерізах плити підсилення. У крайніх прольотах ця конструкція повинна сприймати момент  $M_{11}$ :

$$\frac{M_{11}}{(M_1 - M_{11})} = \frac{E_{b1} h_1^3}{E_b h^3} = \frac{23 \cdot 10^6 \cdot 0,08^3}{18 \cdot 10^6 \cdot 0,08^3} = 1,278.$$

Після перетворень маємо:

$$M_{11} = 0,561 M_1 = 0,561 \cdot 2,668 = 1,497 \text{ кНм.}$$

Робоча висота перерізу плити підсилення

$$h_0 = 80 - 10 - 4 = 66 \text{ м} = 0,066 \text{ м.}$$

$$\alpha_b = \frac{M_{11}}{R_b b h_0^2} = \frac{1,497}{8,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,066^2} = 0,040,$$

при цьому  $\xi = 0,979$ , а необхідна площа арматури

$$A_s \cdot \frac{M_{11}}{R_b \xi h_0} = \frac{1,497}{225 \cdot 10^3 \cdot 0,979 \cdot 0,066} = 1,030 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 1,03 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в крайніх прольотах 5Ø6 А-I ( $A_s = 1,42 \text{ см}^2$ ).

У перерізі над другою від краю опорою діє момент  $M_{21}$ :

$$M_{21} = -0,561M_2 = -0,561 \cdot 2,570 = -1,442 \text{ кНм.}$$

$$\alpha_b = \frac{M_{21}}{R_b b h_0^2} = \frac{1,442}{8,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,066^2} = 0,039,$$

при цьому  $\xi = 0,980$ , а необхідна площа арматури

$$A_s \cdot \frac{M_{21}}{R_b \xi h_0} = \frac{1,442}{225 \cdot 10^3 \cdot 0,98 \cdot 0,066} = 0,991 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 0,991 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5Ø6 А-I ( $A_s = 1,42 \text{ см}^2$ ).

У середніх прольотах та над середніми опорами діє згинальний момент  $M_{31}$ :

$$M_{31} = \pm 0,561M_3 = \pm 0,561 \cdot 2,249 = \pm 1,262 \text{ кНм.}$$

$$\alpha_b = \frac{M_{31}}{R_b b h_0^2} = \frac{1,262}{8,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,066^2} = 0,034,$$

при цьому  $\xi = 0,984$ , а необхідна площа арматури

$$A_s \cdot \frac{M_{31}}{R_b \xi h_0} = \frac{1,262}{225 \cdot 10^3 \cdot 0,98 \cdot 0,066} = 0,864 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 0,864 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5Ø6 А-I ( $A_s = 1,42 \text{ см}^2$ ).

Схема армування підсиленої плити показана на рис. 8.

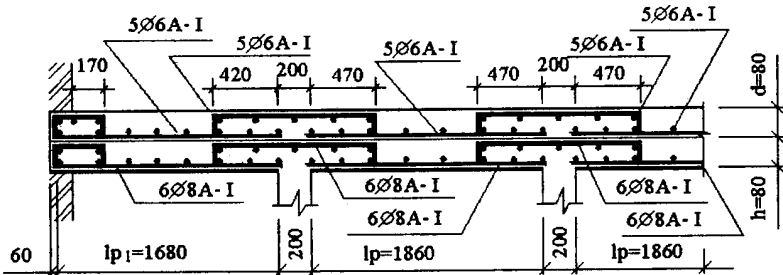


Рис. 8. Схема армування підсиленої плити

## Практичне заняття № 8

### *Розрахунок та конструювання підсилення залізобетонних балок перекриття (ригелів) промислових та цивільних будівель нарощуванням перерізу*

Необхідно визначити розрахункову арматуру сорочки балки (рис. 9) при відстані між цією арматурою та існуючою арматурою площею  $A_s - a_0 = 0,15$  м. Розміри підсиленої балки (з сорочкою) –  $b = 0,40$  м,  $h = 0,75$  м. Робоча висоти балки до її підсилення складала  $h_0 = 0,56$  м, площа існуючої арматури –  $A_s = 24,5$  см<sup>2</sup> (5Ø25 А-II), характеристики матеріалів:  $R_s = 280$  МПа,  $R_b = 8,5$  МПа (бетон класу В15). Балку нарощують також бетоном класу В15. Після реконструкції на балку буде діяти згинальний момент  $M = 500$  кНм.

Необхідну площу арматури сорочки  $A_s$  підсилення визначаємо із спільного рішення рівнянь рівноваги за формулою

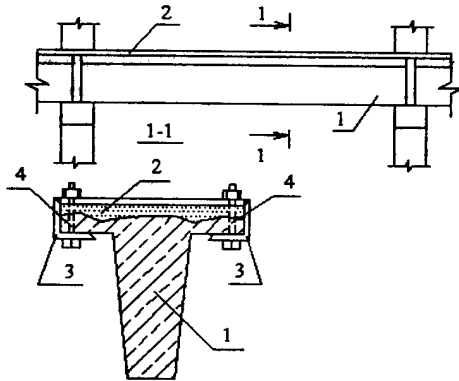


Рис. 9. Улаштування металевої обойми полички:

- 1 – балка, що підсилюється; 2 – відновлений бетон; 3 – кутик  $\angle 120 \times 10$ ;  
4 – болт кріплення підкранових рейок; 5 – пластина, приварена до кутиків

$$A_{s1} = -\frac{A}{2} - \sqrt{\frac{A^2}{4} - B},$$

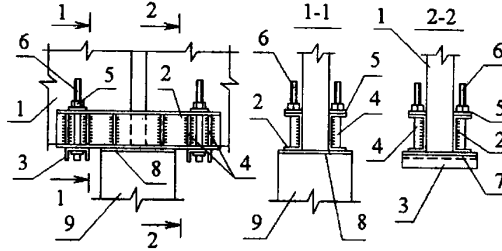


Рис. 10. Підсилення вузлів обпирання залізобетонних балок:

- 1 – конструкція, опорний вузол якої необхідно підсилити;  
 2 – поздовжні швелери; 3 – поперечні швелери; 4 – ребра жорсткості;  
 5 – шайба; 6 – болт; 7 – металева прокладка; 8 – закладна деталь на колоні;  
 9 – колона

де

$$A = \frac{A_s R_s - R_b b \cdot (h_0 - a_0)}{0,5 \cdot R_s} =$$

$$= \frac{24,5 \cdot 10^{-4} \cdot 280 \cdot 10^3 - 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot (0,56 + 0,15)}{0,5 \cdot 280 \cdot 10^3} = -0,0123 \text{ м}^2;$$

$$B = \frac{2 \cdot (M - A_s R_s h_0) \cdot R_b b}{R_s^2} + A_s^2 =$$

$$= \frac{2 \cdot (500 - 24,5 \cdot 10^{-4} \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 0,56) \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4}{280^2 \cdot 10^6} +$$

$$+ 24,5^2 \cdot 10^{-8} = 1,605 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

$$A_{s1} = -\frac{-0,0123}{2} - \sqrt{\frac{-0,0123^2}{4} - 1,605 \cdot 10^{-5}} = 14,84 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 14,84 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø22 А-II ( $A_{s1} = 15,20 \text{ см}^2$ ).

Визначаємо висоту стиснутої зони:

$$x = \frac{R_s (A_s + A_{s1})}{R_b b} =$$

$$= \frac{280 \cdot 10^3 \cdot (24,5 \cdot 10^{-4} + 15,2 \cdot 10^{-4})}{8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4} = 0,335 \text{ м} = 33,5 \text{ см}.$$

Оскільки

$$0,5 \cdot (h - x) = 0,5 \cdot (0,75 - 0,335) = 0,208 \text{ м} > a_0 = 0,15 \text{ м}.$$

то застосування вищенаведених формул правомірне.



## Практичне заняття № 9

### *Розрахунок та конструювання підсилення похилого перерізу залізобетонних балок перекриття (ригелів) промислових та цивільних будівель на дію поперечної сили*

Збірна залізобетонна однопролітна вільно обперта балка прямокутного перерізу ( $b = 0,4$  м;  $h = 0,8$  м;  $h_0 = 0,76$  м) із бетону класу В20 ( $R_{bt} = 0,9$  МПа) після встановлення нового устаткування буде навантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю  $g = 140$  кН/м. Проліт балки – 5,6 м. У приопорній частині балка армована двозрізними хомутами з арматури  $\varnothing 6$  класу А-I ( $R_{sw} = 175$  МПа), що поставлені з кроком 150 мм. Необхідно оцінити міцність похилого перерізу на дію поперечної сили і за необхідності підсилити його.

Інтенсивність зусиль у хомутах

$$q_s = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{175 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 66,5 \text{ кН/м.}$$

Довжина проекції похилої тріщини на поздовжню вісь балки

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}} =$$
$$= \sqrt{\frac{2 \cdot 0,90 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,76^2}{66,5}} = 2,5 \text{ м} > 2h_0 = 2 \cdot 0,76 = 1,52 \text{ м.}$$

Несуча здатність перерізу

$$Q = Q_b + Q_{sw} = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C_0} + q_{sw} 2h_0 =$$
$$= \frac{2 \cdot 0,90 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,76^2}{2,50} + 66,5 \cdot 2 \cdot 0,76 = 267,43 \text{ кН.}$$

Найбільша поперечна сила, що діє в балці,

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{140,4 \cdot 5,6}{2} = 392 \text{ кН} > Q = 267,43 \text{ кН,}$$

тобто міцність не забезпечена.

Частину діючої поперечної сили передамо на зовнішні хомути, що поставимо з обох боків балки кроком  $s_1 = 0,2$  м. Визначимо діаметр цих хомутів

$$\Delta Q = 392 - 267,43 = 124,57 \text{ кН.}$$

$$q_{sw1} = \frac{\Delta Q}{2h_0} = \frac{124,57}{2 \cdot 0,76} = 81,95 \text{ кН/м.}$$

$$A_{sw1} = \frac{q_{sw1} s}{R_{sw}} = \frac{81,95 \cdot 0,2}{175 \cdot 10^3} = 0,937 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 0,937 \text{ см}^2.$$

Із конструктивних міркувань приймаємо діаметр хомутів  $\varnothing 8$  А-І.

Визначимо переріз по довжині балки, після якого в установленні хомутів немає потреби:

$$x = \frac{\Delta Q}{q} = \frac{124,57}{140,0} = 0,89 \text{ м,}$$

де  $x$  – відстань від опори до перерізу, що розглядається.

### Практичне заняття № 10

#### ***Розрахунок та конструювання підсилення залізобетонних балок покриття та перекриття (ригелів) промислових та цивільних будівель попередньо напруженими металевими зтяжками***

Двосхила залізобетонна балка довжиною 18 м виготовлена із бетону класу В40 ( $R_b = 22,5$  МПа), армована в розтягнутій зоні  $6\varnothing 14$  К-19 ( $A_{sp} = 9,23 \text{ см}^2$ ). У розрахунковому нормальному перерізі балка має такі геометричні параметри:  $b = 0,08$  м;  $b_f = 0,27$  м;  $b'_f = 0,4$  м;  $h'_f = 0,185$  м;  $h_f = 0,21$  м;  $h_0 = 1,28$  м;  $h = 1,35$  м. У результаті встановлення підвісного обладнання згинальний момент у перерізі, що розглядається, зріс до 1900 кНм. Необхідно провести підсилення балки.

Балку підсилюємо шляхом встановлення двох стрижнів зтяжки, закріплених на торцях балки і розміщених на відстані 50 мм від нижньої грані балки. Для включення зтяжки у роботу здійснюють її попереднє напруження стягуванням двох стрижнів.

Знаходимо положення нейтральної осі

$$M_f = R_b b'_f h'_f \cdot (h_0 - 0,5 h'_f) =$$

$= 22,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,185 \cdot (1,28 - 0,5 \cdot 0,185) = 1977,2 \text{ кНм} > M = 1900 \text{ кНм,}$   
тобто нейтральна вісь проходить у межах полиці.

Відстань між центрами мас існуючої ( $A_{sp}$ ) арматури та тієї, що встановлюється додатково ( $A_{s1}$ ),  $a_0 = 0,12$  м.

Необхідну кількість арматури  $A_{s1}$  визначаємо із виразу

$$\begin{aligned} A_{s1} &= -\frac{A}{2} - \sqrt{\frac{A^2}{4} - B} = \\ &= -\frac{-0,0631}{2} - \sqrt{\frac{-0,0631^2}{4} - 70,00 \cdot 10^{-6}} = \\ &= 11,36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 11,36 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

де

$$\begin{aligned} A &= \frac{A_s R_s - R_b b \cdot (h_0 + a_0)}{0,5 \cdot R_s} = \\ &= \frac{9,23 \cdot 10^{-4} \cdot 1175 \cdot 10^3 - 22,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot (1,28 + 0,12)}{0,5 \cdot 365 \cdot 10^3} = -0,0631 \text{ м}^2; \\ B &= \frac{2 \cdot (M - A_{sp} R_s h_0) \cdot R_b b}{R_s^2} + A_{sp}^2 = \\ &= \frac{2 \cdot (1900 - 9,23 \cdot 10^{-4} \cdot 1175 \cdot 10^3 \cdot 1,28) \cdot 22,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4}{365^2 \cdot 10^6} + \\ &\quad + 9,23^2 \cdot 10^{-8} = 7,00 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Приймаємо 2Ø28 А-III ( $A_s = 12,32 \text{ см}^2$ ).

Визначаємо положення нейтральної осі

$$\begin{aligned} x &= \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s}{b R_b} = \\ &= \frac{1175 \cdot 10^3 \cdot 9,23 \cdot 10^{-4} + 365 \cdot 10^3 \cdot 12,32 \cdot 10^{-4}}{0,4 \cdot 22,5 \cdot 10^3} = 0,170 \text{ м}. \end{aligned}$$

Оскільки  $0,5(h - x) = 0,5(1,35 - 0,17) = 0,59 > a_0 = 0,12$  м, то використання вищенаведених виразів правомірне. Відносна висота стиснутої зони бетону

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,17}{1,28} \cdot 0,133 < \xi_R = 0,51,$$

де  $\xi_R$  визначаємо загальноприйнятим методом.

## Практичне заняття №11

### *Розрахунок та конструювання підсилення залізобетонних підкранових балок*

Залізобетонна підкранова балка довжиною 6 м ( $h = 0,8$  м,  $b'_f = 0,56$  м, ширина ребра внизу – 0,24 м, біля примикання до полиці – 0,32 м; вага балки – 39 кН) покладена на консолі залізобетонних колон. Виліт консолі – 0,6 м; відстань від внутрішньої грані колони до осі підкранової балки – 0,35 м; ширина колони – 0,4 м. Опорна реакція від підкранової балки (при найбільш невідгідному навантаженні)  $R_A = 166$  кН. Через помилки при монтажі розміри площадки обпирання підкранової балки недостатні для надійної роботи конструкції. Необхідно провести підсилення вузла без демонтажу підкранових балок.

Схема підсилення наведена на рисунку 10.

Траверсу ТІ розраховуємо як балку на двох опорах прольотом 0,55 м, що завантажена однією силою (опорною реакцією). Максимальний згинальний момент, що діє на одну траверсу,

$$M = \frac{166 \cdot 0,55}{2 \cdot 0,5} = 22,82 \text{ кНм.}$$

Приймаємо сталь ВСт3 кп 2-1 (за ТУ 14-1-3023-80) із розрахунковим опором  $R_y = 235$  МПа. Необхідний момент опору

$$W_{n,\min} = \frac{M}{R_y \gamma_y} = \frac{22,82}{235 \cdot 10^3 \cdot 1} = 9,713 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3 = 97,13 \text{ см}^3.$$

Приймаємо 2 [ № 12 за ГОСТ 8240-72\* ( $W = 101,2 \text{ см}^3$ ).

Розрахункова схема траверси Т2 така ж, як і для балки на двох опорах, що завантажена опорною реакцією підкранової балки. Сила прикладена по середині прольоту, а сам проліт дорівнює 0,45 м

Максимальний згинальний момент посередині

$$M = 166 \cdot 0,5 \cdot 0,45 \cdot 0,5 = 18,68 \text{ кНм.}$$

Приймаємо той же матеріал, що і для траверси ТІ. При цьому необхідний момент опору дорівнює:

$$W_{n,\min} = \frac{M}{R_y \gamma_y} = \frac{18,68}{235 \cdot 10^3 \cdot 1} = 7,95 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3 = 79,5 \text{ см}^3.$$

Приймаємо 2 [ № 12 за ГОСТ 8240-72\* ( $W = 101,2 \text{ см}^3$ ).

Зусилля, що падають на один тяж,

$$N_s = 0,5 R_A = 0,5 \cdot 166 = 83 \text{ кН.}$$

Тяжі запроєктуємо з арматури класу А-I ( $R_s = 225$  МПа). Необхідна площа перерізу тяжа

$$A_s = \frac{N_s}{R_s} = \frac{83}{225 \cdot 10^3} = 3,69 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 3,69 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з урахуванням необхідності нарізання різьби Ø25 А-I ( $A_s = 4,95 \text{ см}^2$ ).

## Практичне заняття № 12, № 13

### *Розрахунок та конструювання підсилення металевих колон промислових будівель шляхом збільшення площі перерізу*

Колона несучого каркаса складу, що реконструюється у виробничу будівлю з ремонту техніки, має висоту  $l = 5,0$  м і виготовлена з двотавра № 30а за ГОСТ 8239-56 ( $A = 49,9 \text{ см}^2$ ;  $W_y = 60,1 \text{ см}^3$ ;  $b = 145$  мм;  $d = 6,5$  мм;  $t = 10,7$  мм). Матеріал колони Ст3 за ГОСТ 380-50 має тимчасовий опір за межею текучості  $R_y = 215$  МПа. Розрахункове навантаження на колону після реконструкції становитиме  $N_1 = 380$  кН. Навантаження на колону на момент обстеження складало  $N = 280$  кН. Під час обстеження виявлено, що колона має по осі Х-Х (рис. 2.95) вигин зі стрілкою  $f'_{32} = 35$  мм та корозійне пошкодження – рівномірне по поперечному перерізу з глибиною проникнення корозії  $\Delta^* = 1,5$  мм. Умови експлуатації колони – слабоагресивне середовище. Необхідно перевірити несучу здатність колони на розрахункове навантаження  $N_1$  та за необхідності виконати її підсилення.

Виконаємо перевірку несучої здатності колони на стійкість у площині найменшої жорсткості.

Характеристики поперечного перерізу колони з урахуванням корозійного зносу:

$$A_{ef} = (1 - k_{SA} \Delta^*) \cdot A = \left(1 - \frac{4}{10,7 + 6,5} \cdot 1,5\right) \cdot 49,9 = 38,3 \text{ см}^2;$$

$$W_{efy} = (1 - k_{swy} \Delta^*) \cdot W_y = (1 - 0,187 \cdot 1,5) \cdot 60,1 = 43,2 \text{ см}^3;$$

де

$$k_{SA} = \frac{4}{t + d}; k_{swy}$$

приймають за таблицею 8.3 «Пособия по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81\*)».

Визначаємо радіус інерції поперечного перерізу

$$i_{efy} = \sqrt{\frac{I_{eft}}{A_{ef}}} = \sqrt{\frac{W_{eft} \cdot \frac{b}{2}}{A_{ef}}} = \frac{43,2 \cdot \frac{14,5}{2}}{38,3} = 2,86 \text{ см.}$$

Розрахунковий опір матеріалу колони на час огляду з урахуванням коефіцієнта  $\gamma_d$  буде дорівнювати

$$R_{y0} = \frac{R_{yn0}}{\gamma_m \gamma_d} = \frac{215}{1,1 \cdot 0,95} = 187,5 \text{ МПа,}$$

де відповідно до вказівок п. 8.2 «Пособия по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81\*)»  $\gamma_d = 11$ , тому що колона виготовлена в період із 1932 по 1982 рр. із сталі з  $R_{yn} < 380$  МПа;  $\gamma_d = 0,95$ , тому що товщина стінки двотавра від корозійного зносу складає  $d - \Delta^* = 6,5 - 1,5 = 5$  мм при експлуатації колони зі слабо агресивним середовищем.

Оскільки колони вважаються жорстко закріпленими у фундаментах та шарнірно – з фермами, по нижніх поясах яких є в'язі, а між колонами в місцях обпирання ферм є розпірки, то коефіцієнт  $\mu = 0,7$ . Тоді розрахункова довжина колони

$$l_{ef} = \mu l = 0,7 \cdot 5,0 = 3,50 \text{ м.}$$

Гнучкість колони

$$\lambda_{ef} = \frac{l_{ef}}{i_{efy}} = \frac{3,50}{0,0286} = 122,4.$$

Згідно зі СНиП II-23-81\* умова гнучкості колони

$$\bar{\lambda} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_{y0}}{E_0}} = 122,4 \cdot \sqrt{\frac{185,7}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,68.$$

При

$$\sigma'_0 = \frac{N'_0}{A_{ef}} = \frac{280 \cdot 10^3}{38,3 \cdot 10^{-4}} = 73,1 \text{ МПа;}$$

коефіцієнт  $\varphi$  дорівнює:

$$\varphi = 1 - 0,1 \bar{\lambda}^2 \frac{\sigma'_0}{R_{y0}} = 1 - 0,1 \cdot 3,68^2 \cdot \frac{73,1}{185,1} = 0,467.$$

Стрілку викривлення колони в ненавантаженому стані визначаємо за виразом

$$f_0 = \psi_0 f'_{3z} = 0,467 \cdot 3,5 = 1,63 \text{ см.}$$

Знаходимо відносний ексцентриситет:

$$m_f = \frac{f_0 A_{ef}}{W_{efy}} = 1,63 \cdot \frac{38,3}{43,2} = 1,45.$$

Визначаємо співвідношення

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{A_f}{A_{ef} - A_f} = \frac{18,11}{38,3 - 18,11} = 0,9.$$

За таблицею 73 СНиП II-23-81\* при  $m_f < 5$ ,  $\bar{\lambda} < 5$  та

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{(d - \Delta^*) \cdot (h - 2t)}{A_{ef} - A_f} = \frac{(0,65 - 0,15) \cdot (30 - 2 \cdot 1,07)}{38,3 - 18,11} = 0,69.$$

і співвідношенні  $\frac{A_f}{A_w} = 0,5$  коефіцієнт  $\eta$  дорівнює:

$$\begin{aligned} \eta &= (0,5 + 0,1m_f) + 0,02 \cdot (5 - m_f) \cdot \bar{\lambda} = \\ &= (0,5 + 0,1 \cdot 1,45) + 0,02 \cdot (5 - 1,45) \cdot 3,68 = 0,91. \end{aligned}$$

Коефіцієнт переходу від стрілки викривлення до еквівалентного ексцентриситету визначаємо за формулою

$$k = 0,82 + 0,1 \cdot \frac{\sqrt{\eta m_f}}{\bar{\lambda}} = 0,82 + 0,1 \cdot \frac{\sqrt{0,91 \cdot 1,45}}{3,68} = 0,851.$$

При цьому

$$m_{ef} = k \eta m_f = 0,851 \cdot 0,91 \cdot 1,45 = 1,12.$$

За таблицею 74 СНиП II-23-81\* при  $\bar{\lambda} = 3,68$ ;  $m_{ef} = 1,12$  після інтерполяції отримаємо  $\varphi_e = 0,348$ .

Проводимо перевірку несучої здатності колони на стійкість при розрахунковому навантаженні:

$$\frac{N_1}{\varphi_e A_{ef}} = \frac{380}{0,348 \cdot 38,3 \cdot 10^{-4}} = 285105 \text{ кПа} = 285,1 \text{ МПа.}$$

Оскільки  $285,1 \text{ МПа} > R_{y0} \gamma_c = 185,7 \cdot 0,9 = 167,1 \text{ МПа}$ , то коло-ну необхідно підсилити (коефіцієнт  $\gamma_c = 0,9$  прийнято згідно з п. 8.1 СНиП II-23-81\*).

Визначаємо необхідну площу Поперечного перерізу колони, вважаючи, що  $\varphi_e = 0,344$ , тому що для перерізу колони до підсилення

$$A_n = \frac{N_1}{\varphi_e R_{y0} \gamma_c} = \frac{380}{0,348 \cdot 185700 \cdot 0,9} = 65,33 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 65,33 \text{ см}^2.$$

Площу перерізу необхідно збільшити на величину:

$$A = A_n - A_{ef} = 65,33 - 38,3 = 27,03 \text{ см}^2.$$

У період обстеження встановлено, що між колоною та зовнішньою стіною є можливість завести смугу підсилення, тому приймаємо дві смуги товщиною  $\delta = 8 \text{ мм}$  і шириною 180 мм, приварені до полиць двотавра (рис. 2.95).

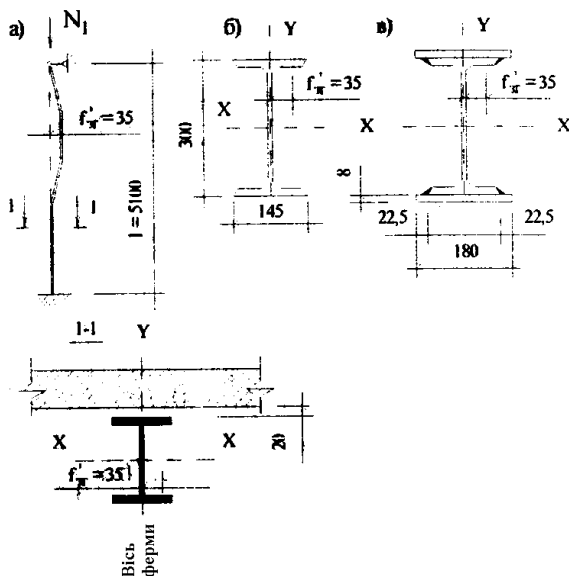


Рис. 11. Підсилення колони:

а – вигин колони із площини мінімальної жорсткості; б – поперечний переріз колони до підсилення; в – те ж після підсилення

Тоді площа поперечного перерізу

$$A^* = 38,2 + 2 \cdot 18 \cdot 0,8 = 67,1 \text{ см}^2 > A_n = 65,33 \text{ см}^2.$$

Матеріал смуги ВСт3 кп 2-1 (ТУ 14-1-3023-80) з  $R_{yr} = 220 \text{ МПа}$ .

Визначаємо необхідні коефіцієнти:



$$\alpha = \frac{R_{yr}}{R_{y0}} = \frac{220}{185,7} = 1,18 > 1,15;$$

$$k_A = \alpha - \frac{A_{ef}}{A^*} \cdot (\alpha - 1) = 1,18 - \frac{38,3}{67,1} \cdot (1,18 - 1) = 1,08;$$

$$k_I = \alpha - \frac{I_0}{I_{efy}^*} \cdot (\alpha - 1) = 1,18 - \frac{313,2}{1090,8} \cdot (1,18 - 1) = 1,13,$$

де

$$I_0 = W_{yef0} \frac{b}{2} = 43,2 \cdot \frac{14,5}{2} = 313,2 \text{ см}^4;$$

$$I_{efy}^* = 313,2 + \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 18^2}{12} = 1090,8 \text{ см}^4.$$

Розрахунковий опір

$$R_y^* = R_{y0} \sqrt{k_A k_I} = 185,7 \cdot \sqrt{1,08 \cdot 1,13} = 205,1 \text{ МПа.}$$

Перевірний розрахунок підсиленої колони проводимо аналогічно вищенаведеному.

Момент опору перерізу

$$W_{efy}^* = \frac{1090,8}{0,5 \cdot 18} = 121,2 \text{ см}^2.$$

Визначаємо радіус інерції поперечного перерізу

$$i_{efy} = \sqrt{\frac{1090,8}{67,1}} = 4,03 \text{ см.}$$

Гнучкість колони

$$f_{ef} = \frac{350}{4,03} = 86,8.$$

Визначаємо умовну гнучкість колони

$$\bar{\lambda} = 86,8 \cdot \sqrt{\frac{205,1}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,74.$$

Визначаємо  $\psi_0$  при

$$\sigma_0^* = \frac{380}{67,1 \cdot 10^{-4}} = 56632 \text{ кПа} = 56,6 \text{ МПа};$$

$$\psi_0 = 1 - 0,1 \cdot 2,74^4 \cdot \frac{56,6}{205,1} = 0,79.$$

Тоді

$$f_0^* = 0,79 \cdot 3,5 = 2,76 \text{ см};$$

$$m_f = 2,76 \cdot \frac{67,1}{121,2} = 1,53.$$

$$\text{За таблицею 73 СНиП II-23-81* при } \frac{A_f}{A_w} = \frac{18,11}{67,1 - 18,11} = 0,4;$$

$$\bar{\lambda} < 5; m < 5.$$

$$\eta = (0,5 + 0,1 \cdot 1,53) + 0,02 \cdot (5 - 1,53) \cdot 2,74 = 0,84.$$

Тоді

$$k = 0,82 + 0,1 \cdot \frac{\sqrt{\eta m_f}}{\bar{\lambda}} = 0,82 + 0,1 \cdot \frac{\sqrt{0,84 \cdot 1,45}}{2,74} = 0,86,$$

$$m_{ef}^* = 0,86 \cdot 0,84 \cdot 1,53 = 1,10.$$

$$\text{За таблицею 74 СНиП II-23-81* } \varphi_e = 0,44.$$

Перевіряємо несучу здатність підсиленої колони на стійкість:

$$\frac{380 \cdot 10^{-3}}{0,44 \cdot 67,1 \cdot 10^{-4}} = 128,71 \text{ МПа} < 185,7 \cdot 0,9 = 167,1 \text{ МПа}.$$

Несуча здатність колони на стійкість забезпечена.

Оскільки  $m_{ef} = 1,10$ , то згідно з указівками СНиП розрахунок підсиленої колони на міцність не проводимо.

Визначаємо рівень навантаження колони до її підсилення

$$\beta_0 = \frac{\sigma_0}{R_{y0}} = \frac{158,1}{185,7} = 0,85 > 0,8,$$

де  $\sigma_0$  визначаємо за виразом:

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{N'_0}{A_{ef}} + \frac{N'_0 e}{W_{efy}} = \frac{N'_0}{A_{efy}} + \frac{N'_0 k f_0}{W_{efy}} = \\ &= \frac{270}{38,3} + \frac{270 \cdot 0,86 \cdot 1,63}{43,2} = 15,81 \text{ кН/см}^2 = 158,1 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Підсилення колони слід виконувати або під час заміни конструкцій покриття, або розвантаживши її шляхом установаження тимчасового стояка під нижній вузол ферми поряд із колоною, що підсилюється.

## Практичне заняття № 14, № 15

### *Розрахунок та конструювання несиметричного підсилення металевих балок промислових будівель шляхом збільшення площі перерізу*

Сталева балка з розрахунковим прольотом  $l = 5,8$  м із двотавра № 27 (ГОСТ 8236-56) робочого майданчика цеху з середньоагресивним середовищем завантажена наступним рівномірно розподіленим навантаженням:

— постійне: нормативне значення –  $q_n = 5,45$  кН/м; розрахункове –  $q = 6,0$  кН/м;

— тимчасове короточасне: нормативне значення –  $p_{1n} = 4,5$  кН/м; розрахункова значення –  $p_1 = 5,85$  кН/м;

— власна вага обладнання на робочому майданчику: нормативне значення –  $p_{2n} = 2,0$  кН/м; розрахункове значення –  $p_1 = 2,1$  кН/м. Під час огляду виявлено, що балка сприймає постійне навантаження та вагу обладнання.

Матеріал балки – Ст3 (ОСТ 380-50). Нормативний опір сталі  $R_{y0} = 215$  МПа.

Рівномірний корозійний знос по поперечному перерізу з глибиною проникнення корозії на час огляду балки становить  $\Delta^* = 0,5$  мм.

Після реконструкції на робочий майданчик буде встановлено стаціонарне обладнання, що складає додаткове навантаження.

Нормативне значення цього навантаження –  $\Delta P_n = 4,0$  кН/м, розрахункове –  $\Delta P = 4,2$  кН/м.

Потрібно розрахувати балку за міцністю та деформаціями на експлуатаційне навантаження на день огляду, а також визначити несучу здатність із новим додатковим технологічним обладнанням. При незабезпеченості несучої здатності необхідно підсилити балку.

Геометричні характеристики поперечного перерізу балки:

— до корозійного зносу (рис. 12)

$$I_{x0} = 5010 \text{ см}^4; W_{x0} = 371 \text{ см}^3; A_0 = 40,2 \text{ см}^2;$$

$$d = 6 \text{ мм}; t = 9,8 \text{ мм}; h = 270 \text{ мм};$$

— урахуванням корозійного зносу

$$A_{ef0} = (1 - k_{SA} \Delta^*) \cdot A_0 = \left( 1 - \frac{4}{9,8 + 6} \cdot 0,5 \right) \cdot 40,2 = 35,11 \text{ см}^2;$$

$$W_{efx0} = (1 - k_{SA} \Delta^*) \cdot W_{x0} = (1 - 0,227 \cdot 0,5) \cdot 371 = 328,9 \text{ см}^3;$$

де коефіцієнти

$$k_{SA} = \frac{4}{t+d}; k_{SW}$$

прийняті за таблицю 8.9 «Пособия по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81\*)».

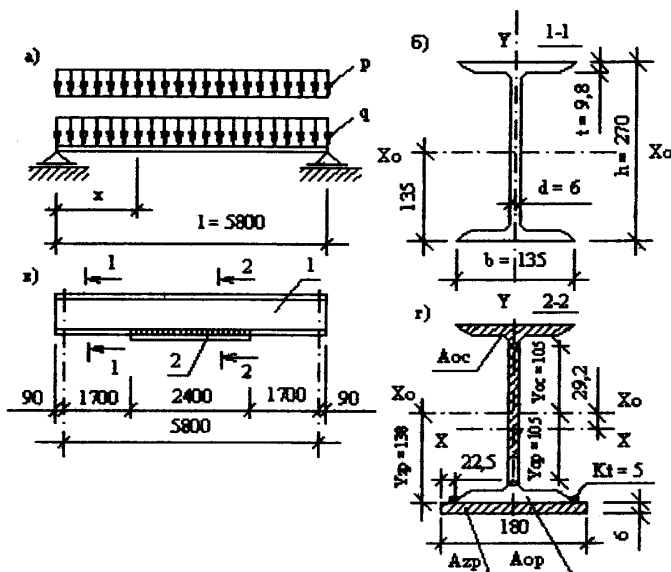


Рис. 12. **Розрахункова схема і підсилення балки:** а – розрахункова схема балки; б – переріз балки до підсилення; в – розміщення елементів підсилення по довжині балки; г – переріз балки після підсилення; 1 – балка без підсилення; 2 – смуга підсилення

Розрахункові згинальні моменти у середині балки:

— від постійного навантаження і навантаження від обладнання на час огляду

$$M_0 = \frac{(q+p) \cdot l^2}{8} = \frac{(6+2,1) \cdot 5,8^2}{8} = 34,06 \text{ кНм};$$

— від постійного і короточасного навантаження та навантаження від обладнання (експлуатаційні навантаження до устаткування додаткового обладнання)

$$M = \frac{(6 + 5,85 + 2,1) \cdot 5,8^2}{8} = 58,66 \text{ кНм};$$

— додатковий згинальний момент (розрахункове значення) від установлення додаткового стаціонарного обладнання

$$\Delta M = \frac{4,2 \cdot 5,8^2}{8} = 17,66 \text{ кНм}.$$

Розрахунковий опір сталі балки дорівнює:

$$R_{y0} = \frac{R_{y0}}{\gamma_m \gamma_d} = \frac{215}{1,1 \cdot 1} = 195,5 \text{ МПа},$$

де  $\gamma_m = 1,1$  прийнято тому, що балка виготовлена зі сталі в період із 1932 по 1982 рр., а її розрахунковий опір  $< 380$  МПа;  $\gamma_d = 1$ , тому що корозійний знос балки  $< 25\%$ , а товщина її стінки

$$d - \Delta^* = 6 - 0,5 = 5,5 \text{ мм} > 5 \text{ мм}.$$

Перевіряємо несучу здатність балки (з урахуванням розвитку пластичних деформацій) на дію експлуатаційного навантаження на час обстеження при  $\gamma_c = 0,9$ :

$$M = 58,66 \text{ кНм}; W_{n\min} = W_{pl\min} = 1,12 W_{efx0}.$$

$$\begin{aligned} \frac{M}{W_{n\min}} &= \frac{58,66 \cdot 10^{-3}}{1,12 \cdot 328,9 \cdot 10^{-6}} = \\ &= 159,2 \text{ МПа} < R_{y0} \gamma_c = 195,5 \cdot 0,9 = 176 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Визначаємо прогин балки від дії експлуатаційних навантажень:

$$\begin{aligned} f_0 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(q_n + p_{1n} + p_{2n}) \cdot l^4}{EI_{x0}} = \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(5,45 + 4,5 + 2) \cdot 10^{-3} \cdot 5,80^4}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 4440 \cdot 10^{-8}} = 1,93 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 1,93 \text{ см}. \end{aligned}$$

$$\text{Відносний прогин } \frac{f_0}{l} = \frac{1,93}{580} = \frac{1}{300} < \frac{1}{250}.$$

Таким чином, несуча здатність та жорсткість балки при дії експлуатаційних навантажень на час обстеження забезпечені.

Перевіряємо несучу здатність балки (з урахуванням розвитку пластичних деформацій) при встановленні додаткового стаціонарного обладнання.

Оскільки

$$\frac{(M + \Delta M)}{W_{hi \min}} = \frac{(58,66 + 17,66) \cdot 10^{-3}}{1,12 \cdot 328,9 \cdot 10^{-6}} = 207,2 \text{ МПа} >$$

$$> R_{y0} \gamma_c = 195,5 \cdot 0,9 = 176 \text{ МПа},$$

то несуча здатність не забезпечена. Необхідне підсилення балки. Виконаємо його шляхом приварювання штаби перерізом 180х6 мм до нижньої (розтягнутої) полиці двотавра (рис. 12) у середній частині прольоту балки. Матеріал штаби – сталь ВСт3 кп2-1 (ТУ 14-1-3023-80) із розрахунковим опором  $R_{yr} = 220 \text{ МПа}$ . Приймаємо суцільний зварний шов, катет якого дорівнює  $k_t = 5 \text{ мм}$ .

Визначаємо згинальний момент від розрахункового значення навантаження, при якому міцність перерізу (з урахуванням розвитку пластичних деформацій) буде забезпечена без підсилення:

$$M = W_{p1 \min} R_{y0} \gamma_c = 1,12 \cdot 328,9 \cdot 10^{-6} \cdot 195,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 = 64,81 \text{ кНм}.$$

Відстань від опори до перерізу, міцність якого на дію згинального моменту  $M = 64,8 \text{ кНм}$  забезпечена, визначаємо з умови:

$$M = \frac{qlx}{2} + \frac{qx^2}{2}.$$

$$x = \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{l^2}{4} - 2 \frac{M}{q}} =$$

$$= \frac{5,8}{2} - \sqrt{\frac{5,8^2}{4} - 2 \cdot \frac{64,8}{6 + 5,85 + 2,1 + 4,2}} = 1,77 \text{ м}.$$

Визначаємо центр мас підсиленого перерізу

$$y_c = \frac{18 \cdot 0,6 \cdot \left(13,5 + \frac{0,6}{2}\right)}{40,2 + 18 \cdot 0,6} = 2,92 \text{ см}.$$

Геометричні характеристики цього перерізу

$$A = 35,11 + 18 \cdot 0,6 = 45,91 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 4440 + 35,11 \cdot 2,92^2 + 18 \cdot 0,6 \cdot \left(13,5 + \frac{0,6}{2} - 2,92\right)^2 + \frac{18 \cdot 0,6^3}{12} =$$

$$= 6018 \text{ см}^4.$$

Коефіцієнт, що враховує різницю величин розрахункового опору матеріалів елементів, які підсилюються та підсилюють:

$$\alpha = \frac{R_{yr}}{R_{y0}} = \frac{220}{195,5} = 1,13.$$

Для визначення величини граничного згинального моменту в пластичному шарнірі  $[M]$  обраховуємо площі стиснутої та розтягнутої зон елементів, що підсилюються і підсилюють:

$$A_{rc} = 0; \quad A_{rp} = 18 \cdot 0,6 = 10,8 \text{ см}^2;$$

$$A_{0c} = 0,5 \cdot [A_{ef0} - \alpha \cdot (A_{rc} - A_{rp})] = \\ = 0,5 \cdot [35,11 - 1,13 \cdot (0 - 10,8)] = 23,66 \text{ см}^2;$$

$$A_{0p} = A_{ef0} - A_{0c} = 35,11 - 23,66 = 11,45 \text{ см}^2.$$

Абсолютні значення відстаней від центрів мас стиснутих і розтягнутих площ цих елементів до центральної осі складають:

$$y_{rp} = 13,5 + \frac{0,6}{2} = 13,8 \text{ см};$$

$$y_{0c} = y_{0p} = \frac{\frac{0,6 \cdot (13,5 - 0,8)^2}{2} + 40,2 \cdot 0,5 - 0,6 \cdot (13,5 - 0,98) \cdot \frac{13,5 - 0,98}{2}}{40,2 \cdot 0,5} = \\ = 10,5 \text{ см}.$$

Визначаємо коефіцієнт  $\gamma_m$ , який урахує початковий рівень навантаження:

$$\beta_0 = \frac{\sigma'_0}{R_{y0}} = \frac{M}{W_{efx0} R_{y0}} = \\ = \frac{58,66}{328,9 \cdot 10^{-6} \cdot 195,5 \cdot 10^5} = 0,91;$$

$$\gamma_m = 0,95 - 0,2\beta_0(\alpha - 1) = 0,95 - 0,2 \cdot 0,91 \cdot (1,13 - 1) = 0,93.$$

Тоді

$$[M] = [A_{0c} y_{0c} + A_{0p} y_{0p} + \alpha \cdot (A_{rc} y_{rc} + A_{rp} y_{rp})] \cdot R_{y0} \gamma_m = \\ = [23,66 \cdot 10,5 + 11,5 \cdot 10,5 + 1,13 \cdot (0 + 10,8 + 13,8)] \cdot 195 \cdot 10^{-3} \cdot 0,93 = \\ = 97,65 \text{ кНм}.$$

Для середнього перерізу  $\tau < 0,4R_{s0}$  при  $c_\tau = 1$  і  $\gamma_c = 0,9$  маємо:

$$M + \Delta M = 58,66 + 17,66 = 76,32 \text{ кНм} < \\ < [M] c_\tau \gamma_c = 97,65 \cdot 1 \cdot 0,9 = 87,9 \text{ кНм}.$$

Виразуємо приріст прогину від приварювання штаби до нижньої полиці балки  $f_w$  при:

$$a = 1; \quad k_t = 0,5 \text{ см}; \quad l_r = 240 \text{ см}; \quad I = I_x = 6018 \text{ см}^4;$$

$$\sigma_0 = -\frac{M_0}{W_{efx0}} = -\frac{34,06 \cdot 10^{-3}}{328,9 \cdot 10^{-6}} = -104 \text{ МПа};$$

$$\xi_i = \frac{\sigma_{0i}}{R_{y0}} = -\frac{104}{195,5} = -0,53; \quad u = 1,5;$$

$$n_i = 1 - 1,443u \ln(1 - \xi_i) = 1 - 1,443 \cdot 1,5 \cdot \ln(1 + 0,53) = 0,08;$$

$$y_i = -\left(13,5 - \frac{0,5}{2} - 2,92\right) = -10,33 \text{ см};$$

$$f_w = a \cdot \frac{0,04k_t^2 l_r (2l - l_r)}{8I} \sum n_i y_i ;$$

$$f_w = 1 \cdot \frac{0,04 \cdot 0,5^2 \cdot 240 \cdot (2 \cdot 580 - 240)}{8 \cdot 6018} \cdot (-0,08 \cdot 10,33) = -0,04 \text{ см}.$$

вищенаведених виразах знак «-» для напруження  $\sigma_0$  прийнятий для розтягу.

Прогин підсиленої балки від установлення на робочий майданчик додаткового обладнання

$$f = f_0 + \Delta f + f_w = 1,93 + 0,48 - 0,04 = 2,37 \text{ см}.$$

Відносний прогин балки

$$\frac{f}{l} = \frac{2,37}{580} = \frac{1}{245} > \frac{1}{250},$$

$$[f] = \frac{1}{250} l = \frac{1}{250} \cdot 580 = 2,32 \text{ см} < 2,37 \text{ см}.$$

Прогин більший, ніж допускається, на 2,2% < 5%. Несуча здатність і жорсткість підсиленої балки при дії додаткового навантаження від стаціонарного обладнання забезпечена.

Оскільки

$$\beta_0 = \frac{\sigma_0}{R_{y0}} = \frac{104}{195,5} = 0,53 < 0,8,$$

то приварити штабу підсилення можна без попереднього розвантаження конструкції.



## Практичне заняття № 16, № 17

### *Розрахунок та конструювання підсилення стержнів металевих кроквяних ферм покриття промислових будівель*

Опорний косець 1-2 (рис. 13) трапецієвидної кроквяної ферми цеху, що підлягає реконструкції, як показав статичний розрахунок, завантажений стискальним зусиллям, розрахункове значення якого до реконструкції складало  $N = 297$  кН на час огляду –  $N_0 = 202$  кН.

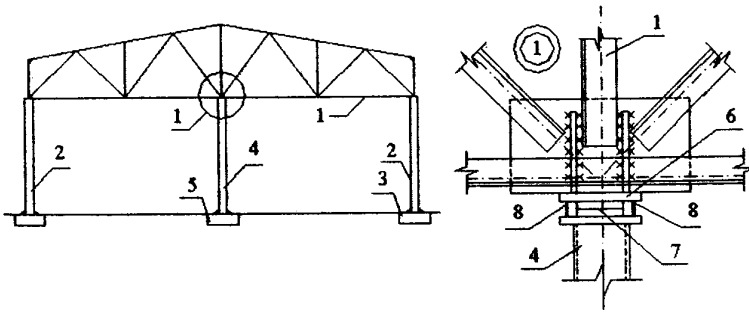


Рис. 13. Установлення додаткових колон:

1 – ферма, що підсилюється; 2 – наявні колони; 3 – наявні фундаменти;  
4 – додаткова розвантажуюча колона; 5 – додатковий фундамент; 6 – опорна  
плита, приварена до вузла; 7 – пластини-клинці; 8 – болти

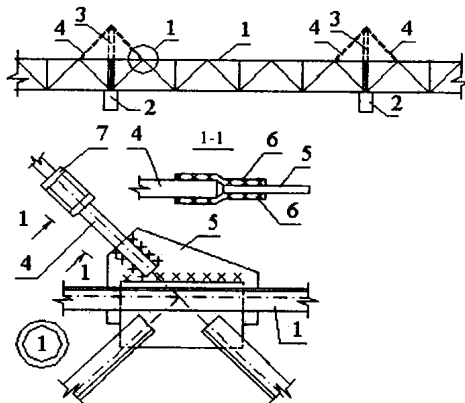


Рис. 14. Улаштування підвісок: 1 – ферма; 2 – колони; 3 – додаткові сталеві  
стояки; 4 – підвіски; 5 – додаткові фасонки; 6 – накладки для кріплення підвіс-  
ки до фасонки; 7 – стяжна муфта

Після реконструкції розрахункове значення зусилля у цьому кісці збільшується на величину  $\Delta N = 117$  кН і становить  $N + \Delta N = 297 + 117 = 414$  кН.

Довжина кісця між вузлами 1 та 2 кріплення до верхнього й нижнього поясів ферми  $l = 180$  см. Косець виконано із 2L100x8 ГОСТ 8509-57 (рис. 15). Матеріал кісця – сталь марки Ст3 ГОСТ 380-50 із нормативним опором за межею текучості  $R_{yn0} = 215$  МПа. Кутики кісця з'єднані між собою прокладками через 50 см. При огляді встановлено, що через проникання атмосферних опадів через конструкцію покрівлі над ділянкою опорного кінця він має рівномірний по перерізу корозійний знос на глибину  $\Delta^* = 1$  мм. Умови експлуатації – слабоагресивне середовище.

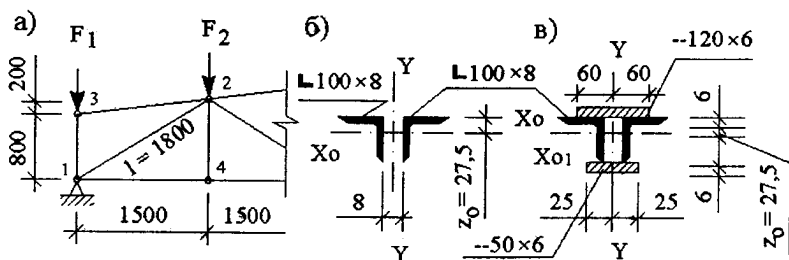


Рис. 15. Підсилення опорного кісця ферми:

а – схема опорної ділянки ферми; б – поперечний переріз кісця 1-2 до підсилення; в – те ж після підсилення

Потрібно перевірити несучу здатність опорного кісця на розрахункове значення навантаження після реконструкції будівлі і за необхідності виконати його підсилення.

Характеристики перерізу без урахування корозійного зносу:

$$A_{n0} = 2 \cdot 15,6 = 31,2 \text{ см}^2; \quad I_{x0} = 2 \cdot 147 = 294 \text{ см}^4;$$

$$z_0 = 2,75 \text{ см}; \quad i_{x0} = 3,07 \text{ см};$$

$$I_{y0} = 2 \cdot 147 + 2 \cdot 15,6 \cdot \left( 2,75 + \frac{0,8}{2} \right)^2 = 603,6 \text{ см}^4;$$

$$i_{y0} = \sqrt{\frac{I_{y0}}{A_{n0}}} = \sqrt{\frac{603,6}{31,2}} = 4,4 \text{ см}.$$

За таблицею 11 СНІП II-23-81 \* розрахункова довжина кісця в площині та із площини ферми

$$l_{ef} = l = 180 \text{ см}.$$

Гнучкість кісця  
— у площині ферми

$$\lambda_{efx0} = \frac{l_{ef}}{i_{x0}} = \frac{180}{3,07} = 58,6;$$

— із площини ферми

$$\lambda_{efy0} = \frac{l_{ef}}{i_{y0}} = \frac{180}{4,4} = 40,9.$$

Перевірку несучої здатності кісця з урахуванням стійкості виконуємо у площині ферми, тому що  $\lambda_{efy0} > \lambda_{efx0}$ .

Характеристики перерізу кісця з урахуванням корозійного зносу:

$$A_{ef0} = (1 - k_{SA} \Delta^*) \cdot A_{n0} = \left(1 - \frac{2\Delta^*}{t}\right) \cdot A_{n0} = \left(1 - \frac{2 \cdot 1}{8}\right) \cdot 31,2 = 23,4 \text{ см}^2;$$

радіус інерції приймаємо рівним

$$i_{efx0} \approx i_{x0} = 3,07 \text{ см};$$

момент інерції перерізу

$$I_{efx0} = A_{ef0} \cdot i_{efx0}^2 = 23,4 \cdot 3,07^2 = 220,5 \text{ см}^4.$$

Оскільки корозійний знос перерізу становить  $\frac{31,2 - 23,4}{31,2} \cdot 100 = 25\%$ , а залишкова товщина полицки кутика складає  $t - 2\Delta^* > 8 - 2 \cdot 1 = 6$  мм, то приймаємо наступне значення коефіцієнта  $\gamma_d = 1$ . Коефіцієнт  $\gamma_m = 1,1$ , оскільки матеріалом кутика є сталь, виплавлена в період із 1932 по 1982 рр., а її розрахунковий опір  $R_{yn} < 380$  МПа.

Розрахунковий опір матеріалу на період обстеження

$$R_{y0} = \frac{R_{yn}}{\gamma_m \gamma_d} = \frac{215}{1,1 \cdot 1} = 195,5 \text{ МПа}.$$

За СНиП II-23-81\* при  $\lambda_{efy0} > \lambda_{efx0}$  58,6 та  $R_{y0} = 195,5$  МПа знаходимо  $\varphi_0 = 0,833$ .

При  $\gamma_c = 0,9$  визначаємо несучу здатність кісця з урахуванням поздовжньої сили  $N = 297$  кНм до реконструкції будівлі:

$$\begin{aligned} R_{y0} \cdot \gamma_c \cdot \varphi_0 \cdot A_{ef0} &= \\ &= 195,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,833 \cdot 23,4 \cdot 10^{-4} = 343 \text{ кН} > N = 297 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Несуча здатність кісця до реконструкції забезпечена.

Оскільки після реконструкції будівлі розрахункове значення по-  
здовжньої сили в кісці буде дорівнювати

$$N + \Delta N = 297 + 117 = 414 \text{ кН} > 343 \text{ кН},$$

то його несуча здатність не забезпечена і потрібне підсилення.

Визначаємо напруження в перерізі кісця на момент обстеження

$$\sigma_{0\max} = \frac{N_0}{\varphi_0 A_{ef0}} = \frac{202 \cdot 10^{-3}}{0,833 \cdot 23,4 \cdot 10^{-4}} = 103,6 \text{ МПа}.$$

Рівень початкового навантаження

$$\beta_0 = \frac{\sigma_{0\max}}{R_{y0}} = \frac{103,6}{195,5} = 0,53.$$

Косець підсилюємо наросуванням поперечного перерізу шта-  
бою зі сталі завтовшки  $\delta = 6$  мм, привареною до полиць кутика  
(рис. 15, в). Ширину штаби підбираємо так, щоб центри мас перерізу  
до і після підсилення практично збігалися, виключаючи позацентровий  
стиск кісця.

Приймаємо, що штаби дорівнюють довжині кісця і прикріплені  
до кутиків та косинок через відповідні вирізи в штабах зварними шва-  
ми з висотою катета 5 мм.

Геометричні характеристики підсиленого перерізу:

— площа поперечного перерізу:

$$A = 23,4 + 12 \cdot 0,6 + 5 \cdot 0,6 = 33,6 \text{ см}^2.$$

— відстань від центра мас до осі  $X_0 - X_0$ :

$$y_c = \frac{\left[ 12 \cdot 0,6 \cdot \left( \frac{2,75 + 0,6}{2} \right) - 5 \cdot 0,6 \cdot \left( \frac{10 - 2,75 + 0,6}{2} \right) \right]}{33,6} = -0,02 \text{ см}.$$

Приймаємо, що центри мас поперечного перерізу до і після під-  
силення практично збігаються.

Момент інерції підсиленого перерізу

$$I_x = 220,5 + 12 \cdot 0,6 \cdot \left( \frac{2,75 + 0,6}{2} \right)^2 + 5 \cdot 0,6 \cdot \left( \frac{10 - 2,75 + 0,6}{2} \right)^2 = 458,8 \text{ см}^4.$$

Радіус інерції цього перерізу

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{458,8}{33,6}} = 3,71 \text{ см}.$$

Гнучкість кісця

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{180}{3,71} = 48,6.$$

Матеріал штаби підсилення – ВСтЗ кп 2-1 за ТУ 14-1-3023-80 з розрахунковим опором  $R_{yr} = 220$  МПа (за таблицею 51 СНиП II -23-81\*).

Коефіцієнт приведення

$$\alpha = \frac{R_{yr}}{R_{y0}} = \frac{220}{195,5} = 1,13 < 1,15.$$

Приймаємо середнє значення розрахункового опору  $R_y^*$ , що дорівнює  $R_{y0}$ , тобто  $R_y^* = 195,5$  МПа.

Визначаємо коефіцієнт  $\gamma_N$ , який ураховує рівень початкового навантаження, коли підсилення виконане за допомогою зварювання:

$$\gamma_N = 0,95 - 0,25\beta_0 = 0,95 - 0,25 \cdot 0,53 = 0,818.$$

Згідно зі СНиП II-23-81\* при  $\lambda_x = 48,6$  та  $R_y = 195,5$  МПа визначаємо  $\varphi = 0,876$ .

При  $R_y = R_{y0}\gamma_N$  визначаємо несучу здатність підсиленого кісця:

$$\begin{aligned} R_{y0} \cdot \gamma_{c0} \cdot \gamma_N \cdot \varphi \cdot A &= \\ = 195,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,818 \cdot 0,876 \cdot 33,6 \cdot 10^{-4} &= 423,6 \text{ кН} > \\ > N + \Delta N = 414 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Несуча здатність підсиленого перерізу на розрахункове значення навантаження у кісці після реконструкції забезпечена.

Оскільки  $\beta_0 = 0,53 < 0,8$ , то підсилення кісця слід виконувати при навантаженнях, що були на час обстеження ферми, тобто у розвантажуванні її на період підсилення необхідності немає.

## Практичне заняття № 18

### *Розрахунок та конструювання підсилення залізобетонних фундаментів стаканного типу*

На залізобетонний фундамент стаканного типу з глибиною закладання 1,95 м та розмірами в плані 1,8х1,8 м і висотою 1,8 м, який зведений на ґрунті з розрахунковим опором  $R = 0,2$  МПа, планується передавати момент  $M_n = 80$  кН м та поздовжню силу  $N_n = 870$  кН

(зусилля віднесені до центра підшви фундаменту). Визначити можливість сприйняття фундаментом такого навантаження й за необхідності виконати його підсилення.

Оскільки ексцентриситет прикладання зовнішнього навантаження порівняно невеликий

$$e_0 = \frac{M_n}{N_n} = \frac{80}{870} = 0,092 \text{ м},$$

то в першому наближенні необхідну площу фундаменту визначимо із виразу

$$A = \frac{N_n}{R - \gamma_m H} = \frac{870}{200 - 20 \cdot 1,95} = 5,04 \text{ м}^2.$$

Якщо взяти  $a = 1,8 \text{ м}$ ,  $b = 3,0 \text{ м}$ ,  $m_0 A = a \cdot b = 3,0 \cdot 1,8 = 5,40 \text{ м}^2$ ,

де  $\gamma_m$  – середня маса тіла фундаменту та ґрунту на його уступах;

$H$  – глибина закладання фундаменту відносно поверхні чистої підлоги.

З умови раціонального співвідношення сторін підшви фундаменту  $a : b = 0,6$  приймаємо розміри в плані  $3,0 \text{ м} \times 1,8 \text{ м}$ , тобто розвинути переріз підшви необхідно тільки в площині дії моменту.

Власна маса тіла фундаменту та ґрунту на його уступах

$$A = \gamma_m a b H = 20 \cdot 3,0 \cdot 1,8 \cdot 1,95 = 210,6 \text{ кН}.$$

Повне нормативне навантаження на підшву фундаменту

$$\gamma_f = 870 + 210,6 = 1080,6 \text{ кН}.$$

Прийнята площа підшви фундаменту  $A = 3,0 \cdot 1,8 = 5,4 \text{ м}^2$ , мо-

мент опору  $W = 1,8 \cdot \frac{3,02^2}{6} = 2,7 \text{ м}^3$ .

Тоді при ексцентриситетові  $e_0 = \frac{M_{n,\text{inf}}}{N_{n,\text{inf}}} = \frac{80}{1080,6} = 0,074 \text{ м}$  (що

менше від  $\frac{a}{30} = 0,1 \text{ м}$ ) визначимо крайовий тиск:

максимальний

$$p_{\max} = \frac{N_{n,\text{inf}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_0}{a}\right)}{A} = \frac{1080,6 \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{0,074}{3,0}\right)}{5,4} = 229,7 \text{ кН/м}^2 =$$

$$= 0,2297 \text{ МПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 0,2 = 0,24 \text{ МПа};$$

мінімальний

$$p_{\min} = \frac{N_{n,\inf} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e_0}{a}\right)}{A} = \frac{1080,6 \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{0,074}{3,0}\right)}{5,4} = 170,5 \text{ кН/м}^2 = 0,1705 \text{ МПа} > 0;$$

середній

$$p_m = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} = \frac{0,2297 + 0,1705}{2} = 0,2 \text{ МПа} = R = 0,2 \text{ МПа}.$$

Розміри підшви достатні, дотик ґрунту повний (немає відриву підшви фундаменту від ґрунту). При цьому необхідно конструктивно забезпечити умову, щоб розвинута за рахунок набетонування підшва працювала як один суцільний диск.

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять  
з дисципліни

**«РЕКОНСТРУКЦІЯ ТА ЗМІЩЕННЯ БУДІВЕЛЬ»**

*(для студентів 5 курсу денної і 6 курсу заочної форм навчання  
та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010101,  
8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво»)*

Укладачі: **ЛУТЧЕНКО** Олена Іванівна,  
**КУЛАКОВ** Олександр Юрійович

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*

*За авторською редакцією*

Комп'ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2012, поз. 10М

---

Підп. до друку 17.10.2012  
Друк на ризографі.  
Зам. №

Формат 60×84/16  
Ум. друк. арк. 2,3  
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:  
Харківська національна академія міського господарства,  
вул. Революції, 12, Харків, 61002  
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:  
ДК № 4064 від 12.05.2011 р.